

論文 柱梁曲げ耐力比の小さい RC 造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす 接合部横補強筋の影響に関する実験的研究

太田 哲朗^{*1}・小池 拓矢^{*1}・鈴木 裕介^{*2}・前田 匡樹^{*3}

要旨：本研究では、柱梁曲げ耐力比が 1.0 程度の RC 造ト形柱梁接合部部分架構の静的加力実験を行い接合部横補強筋量（接合部補強比）が架構の耐力及び変形性能に及ぼす影響について検討した。その結果、接合部補強比を増大することで架構の耐力上昇が可能であることを明らかにした。また、実務設計領域における接合部の変形の抑制に対し補強効果を示すことを明らかにしたが、その抑制効果は終局時には見られず限界があることが確認された。

キーワード：柱梁曲げ耐力比, 接合部降伏, 接合部横補強筋, 接合部補強比

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造柱梁接合部の近年の研究¹⁾などにおいて、梁曲げ破壊先行型として設計した架構であっても式(1)で定義される柱梁曲げ耐力比が 1.0 に近い場合、図-1 に示すような接合部降伏が起因し接合部の損傷が拡大し架構の耐力が設計強度（梁曲げ耐力）に到達せずに終局に至ることが指摘されている。また、図-2 に示すように既往の実験結果（すべて梁曲げ破壊先行型として計画されたト形柱梁接合部架構実験の結果である。ここで T_h/T_{by} とは図-3 で定義される接合部補強比であり、図-2 では既往の実験²⁾を参考に接合部補強比 0.4 で分類している。なお、各データは後述の表-7 に示す文献リストによる）を見ると、柱梁曲げ耐力比 2.0 未満の架構では、接合部補強比の違いによって計算強度を發揮するか否かの差が明確に表れており、筆者らによる既往の実験²⁾においても、接合部横補強比が柱梁曲げ耐力比 1.5 程度のト形柱梁接合部架構の構造性能に多大な影響を与えることが明らかとなっている。しかし、接合部降伏がより顕著になると考えられる、柱梁曲げ耐力比 1.5 未満の架構に対しては、いまだ検討が不十分である。

$$\text{柱梁曲げ耐力比} = \frac{M_{cu上} + M_{cu下}}{M_{bu}} \quad (1)$$

ここに、 $M_{cu上}$ 、 $M_{cu下}$ ：上、下柱の曲げ終局時節点モーメント(kNm)、 M_{bu} ：梁の曲げ終局時節点モーメント(kNm)、である。

以上より本研究では、柱梁曲げ耐力比 1.0 程度の RC 造ト形柱梁接合部を対象とし、接合部補強比のみをパラメータとした部分架構静的加力実験を実施し、接合部補強比の違いが架構の耐力性状、変形性能及び接合部の損傷に及ぼす影響について比較・検討する。

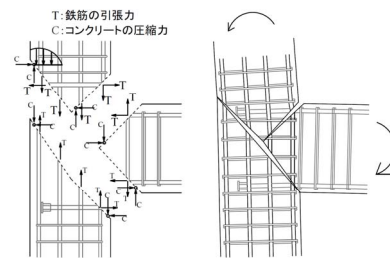


図-1 接合部破壊メカニズム図

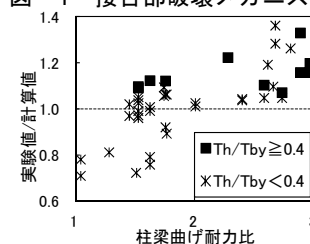


図-2 柱梁曲げ耐力比と実験値/計算値の関係

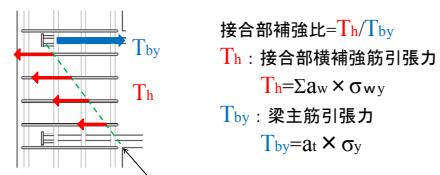


図-3 接合部補強比概念図

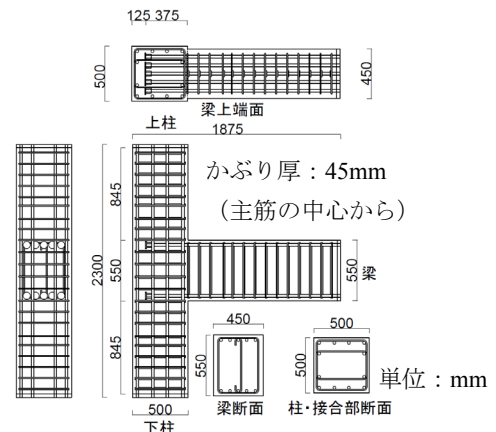


図-4 試験体配筋図

*1 東北大学大学院工学研究科 博士前期課程 (学生会員)
 *2 東北大学災害科学国際研究所 助教・博士 (工学) (正会員)
 *3 東北大学大学院工学研究科 教授・博士 (工学) (正会員)

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1 に試験体一覧、表-2 に各計算値を示し、図-4 に T10-40 試験体を例に形状及び配筋図を示す。計画した試験体は中高層建物下部の外部柱梁接合部を想定したト形柱梁接合部架構計 4 体であり、すべて梁曲げ降伏先行型として計画した。形状寸法は、比較のため既往の実験²⁾と同一とした。また、中高層建物下部のト形柱梁接合部は変動軸力が大きく作用し柱梁曲げ耐力比が低くなる可能性がある。そのため本実験では下柱に引張軸力が作用する加力方向時（負側）の柱梁曲げ耐力比が 1.0 程度となるよう柱及び梁主筋を決定した。

実験因子は接合部補強比（図-3）の違いのみである。柱梁曲げ耐力比 1.5 程度とした既往の実験²⁾では、接合部補強比 0.4 の試験体は接合部降伏し、0.8 の試験体は梁曲げ降伏し終局に至った。本実験ではこの結果を参考に、柱梁曲げ耐力比が小さくなったときの構造性能を検討するため、T10-40 及び T10-80 試験体の 2 体を設計した。T10-50 及び T10-60 試験体は接合部補強比を 0.5 及び 0.6 とし、T10-40 試験体と T10-80 試験体との間の構造性能の確認に用いる。なお、接合部補強比の変動については、表-1 の通り接合部横補強筋の強度と径のみを変えて設計している。

また、試験体の設計において塩原らの研究³⁾より架構強度低下率 β_j を 1 つの指標として用いている。 β_j は式(2)で表され主に、梁の主筋量（第 2 項）、柱梁曲げ耐力比（第 3 項）、接合部横補強筋量（第 4 項）、接合部アスペクト比（ ζ_r ）が考慮されている。

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\sum A_s f_y}{b_j D_b F_c} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{cu} + M_{cu}}{M_{bu}} \zeta_r - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\sum A_{sv} f_y}{A_s f_y} \right) \right\} \zeta_r \quad (2)$$

なお、各因子の詳細は字数の制限上割愛するため、文献³⁾を参照されたい。本研究では接合部補強比の違いを実験因子としているため、式(2)中第 4 項に着目し、図-5 に示すように $\beta_j = 1.0$ を跨ぐように各試験体の接合部補強比を設定している。 $\beta_j < 1.0$ では接合部降伏、 $\beta_j \geq 1.0$ では梁曲げ降伏するとされており、既往の実験²⁾の結果とも概ね合致する。そこで、T10-40 及び T10-50 試験体は接合部降伏し、T10-60 及び T10-80 試験体は梁曲げ降伏すると想定し部分架構静的加力実験を実施することとした。

2.2 材料特性

表-3 及び表-4 に本実験にて使用したコンクリート及び鉄筋の材料特性を示す。コンクリートは中高層建物を想定し、強度の高い設計基準強度 $F_c = 50 \text{ N/mm}^2$ （粗骨材最大寸法：13mm）を使用した。表中の圧縮強度は各接合部試験体の実験時材齢の結果である。

表-1 試験体一覧

試験体名	T10-40	T10-50	T10-60	T10-80	
定着種類	機械式定着				
柱(500×500mm)	主筋	12-D22 (SD345)			
	帯筋	4-D10 (SD390)	4-D10 (SD390)	4-D10 (SD390)	4-D10 (SD390)
梁(450×550mm)	階高(mm)	2700			
	主筋(機械式定着)	5-D25 (SD490)			
	あばら筋	2-D10 (SD295)			
	スパン(mm)	3700			
接合部	横補強筋	4-D10 (SD390)	4-D13 (SD295)	4-D13 (SD390)	4-D10 (SD785)
	接合部補強比(%)	40.3	50.9	66.6	70.2
	軸力(kN)	0			
定着耐力/梁曲げ耐力	1.37	1.38	1.37	1.38	
柱梁曲げ耐力比	正	1.41	1.40	1.41	
	負	1.26	1.27	1.27	
せん断余裕度	1.24	1.25	1.22	1.27	

表-2 試験体各終局時計算値（単位 kN）

	梁曲げ降伏時	上柱曲げ降伏時	下柱曲げ降伏時(左:正側、右:負側)		接合部せん断破壊時
	$Q_c \text{ mub}$	$Q_c \text{ muc}$	$Q_c \text{ muc}+$	$Q_c \text{ muc}-$	$Q_c \text{ vju}$
T10-40	276.7	380.7	380.7	302.5	344.5
T10-50	276.7	380.7	380.7	302.5	344.5
T10-60	276.4	380.0	380.0	302.0	337.7
T10-80	277.0	381.4	381.4	303.0	351.3

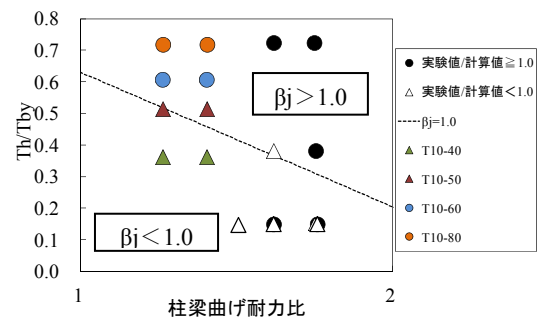


図-5 柱梁曲げ耐力比と接合部補強比の関係

表-3 コンクリート材料試験結果

試験体	コンクリート			
	呼び強度 F_c (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
T10-40	50	62.6	3.44	5.41
T10-50		60.8	3.46	5.62
T10-60		64.3	3.31	5.58
T10-80				

表-4 鉄筋材料試験結果

鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏歪 (μ)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	
あばら筋	D10(SD295)	346	460	2277	14.5
	D10(SD390)	477	651	2992	17.0
	D10(SD785)	831	969	3889	17.9
	D13(SD295)	339	483	2072	16.9
	D13(SD390)	444	624	3084	19.8
柱主筋	D22(SD345)	402	578	2376	19.3
梁主筋	D25(SD490)	533	706	3143	19.2

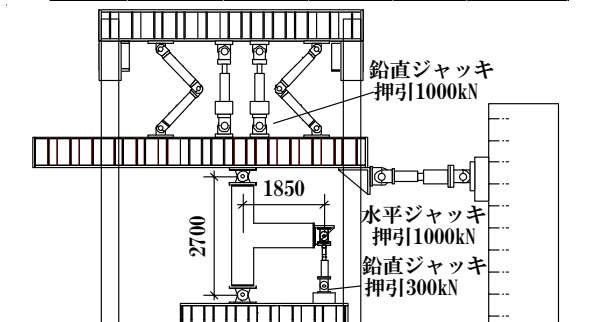


図-6 加力装置図

2.3 加力計画

図-6 に加力装置を示す。柱反曲点をピン支持（階高 $H=2700\text{mm}$ ），梁反曲点をピンローラー支持（スパン $L=3700\text{mm}$ ）とし，反力壁と加力ビームに接続した 1000kN 水平ジャッキにより下柱に作用する（梁せん断力による）変動軸力が圧縮となる方向への荷重を正加力として正負交番繰り返し荷重を作用させた。なお，上部 2 本の 1000kN 鉛直ジャッキによる軸力を 0kN とし，加力ビームが回転しないよう制御した。加力スケジュールとして，層間変形角 $R=\pm 1/800, 1/400\text{rad}$ を 1 サイクルずつ加力した後， $R=\pm 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33$ 及び $1/25\text{rad}$ を各 2 サイクル加力し最後に $+1/20\text{rad}$ まで載荷した。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形関係

図-7 に各試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。図中の梁曲げ降伏時の計算値は文献⁴⁾を参考に曲げ解析を行い算定した。計算値算出には各材料試験にて得られた材料の実強度を用いている。

いずれの試験体も正負荷重ともに $1/200\text{rad}$ サイクル時において，接合部パネルに斜めひび割れが生じた。その後 T10-40, T10-50 及び T10-60 試験体は $\pm 1/100\text{rad}$ サイクル時に，T10-80 試験体は $\pm 1/67\text{rad}$ サイクル時にひび割れが発生した断面内において接合部横補強筋が降伏した。最大耐力は T10-40 試験体において $\pm 1/50\text{rad}$ サイクル時，その他の試験体は $\pm 1/33\text{rad}$ サイクル時において発揮された。正側では T10-40 試験体のみ最大耐力が梁曲げ降伏計算値を 5%程度下回り，その他の試験体は計算値を 5~10%程度上回った。負側ではいずれの試験体も梁曲げ降伏計算値には達せず，5~15%程度最大耐力が計算値を下回った。

履歴の形状は試験体間で大きな差は確認されず，いずれの試験体も接合部降伏破壊の特徴であるスリップ形状を示した。

3.2 等価粘性減衰定数

図-8 に各試験体の負荷時における等価粘性減衰定数の推移を示す。 $-1/800\text{rad} \sim 1/50\text{rad}$ サイクル目までは試験体間で大きな差は確認されなかった。梁主筋が降伏した $-1/33\text{rad}$ サイクル以降では試験体間で徐々に違いが確認され，接合部補強比が約 60%以上である T10-60 及び T10-80 試験体は等価粘性減衰定数が比較的高く推移し，架構の剛性低下が小さく留まりエネルギー吸収能に優れる結果を示したものと考えられる。これに対し，接合部補強比が約 50%以下である T10-40 及び T10-50 試験体は等価粘性減衰定数が比較的低く推移した。

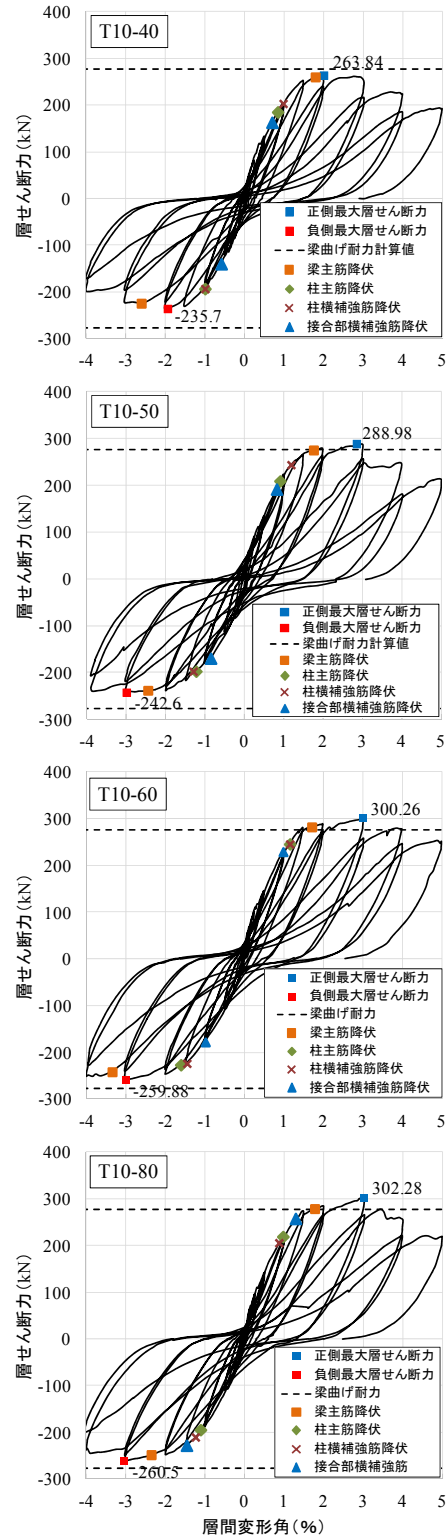


図-7 荷重-変形関係

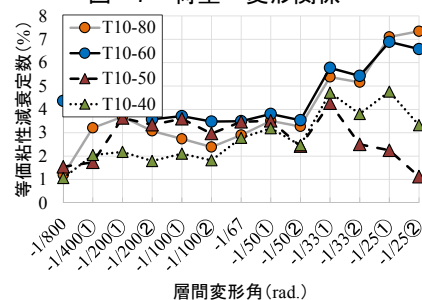


図-8 等価粘性減衰定数

3.3 破壊過程及び変形成分割合

写真-1及び写真-2に-1/50rad.サイクル1回目及び最終破壊状況、図-9に接合部最大残留ひび割れ幅、図-10に接合部せん断変形角-層間変形角関係、図-11に負荷荷時における全体変形に対する変形成分割合を示す。-1/50rad.サイクル時の破壊状況を見るとT10-40試験体の負側での接合部斜めひび割れが比較的大きく開いていることがわかる。T10-50試験体は全試験体の中で最も細かくひび割れが入っており、T10-60試験体はT10-40及びT10-50試験体と比較してひび割れが開かず数も少ない。また、T10-80試験体は負側のひび割れが比較的少ないことが確認できる。ここで、図-9を見るとT10-50及びT10-60試験体はT10-40及びT10-80試験体と比較し、ひび割れ幅が小さいことがわかる。T10-50及びT10-60試験体の帯筋比がT10-40及びT10-80試験体より大きいいためひび割れが分散しひび割れ幅も小さくなったと考えられる。以上より実務設計における安全限界時には接合部補強比の増大が損傷の抑制に有効であるが、その増大が鉄筋径によるものか鉄筋の強度によるものかによって損傷の抑制効果は異なると考えられる。また、図-10よりT10-60試験体が最も接合部せん断変形角が低減されていることがわかる。最も接合部せん断変形角が大きいののはT10-50試験体であり、接合部補強比が最も大きいT10-80試験体は接合部補強比が最も小さいT10-40試験体よりも接合部せん断変形角が増大した。このことから接合部補強比の増大が鉄筋径によるものか鉄筋の強度によるものかによって変形抑制にも影響を及ぼしていることがわかる。最終破壊状況を見ると全試験体とも接合部に破壊が集中し、T10-80試験体は特に柱の側での破壊が目立った。変形成分割合を見るといずれの試験体も破壊過程に沿うように-1/200rad.または-1/100rad.サイクル時から徐々に接合部の変形が増大したことで、いわゆる接合部降伏により終局に至っていることが確認できる。本実験では接合部補強比が最も大きいT10-80試験体には明確な補強効果が確認されず、補強効果には限界があることが示唆されたため、今後その要因について詳細に検討する必要があると思われる。

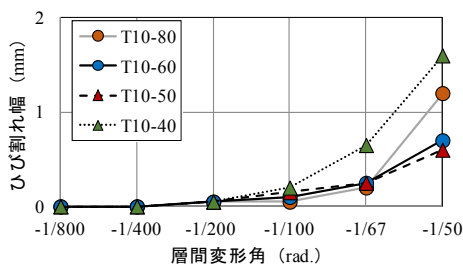


図-9 接合部最大残留ひび割れ幅推移

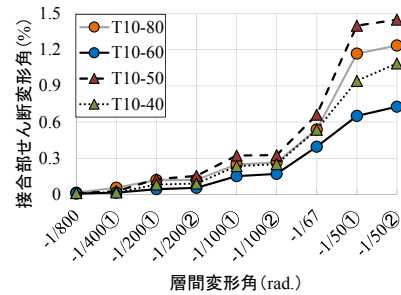


図-10 接合部せん断変形角-層間変形角関係

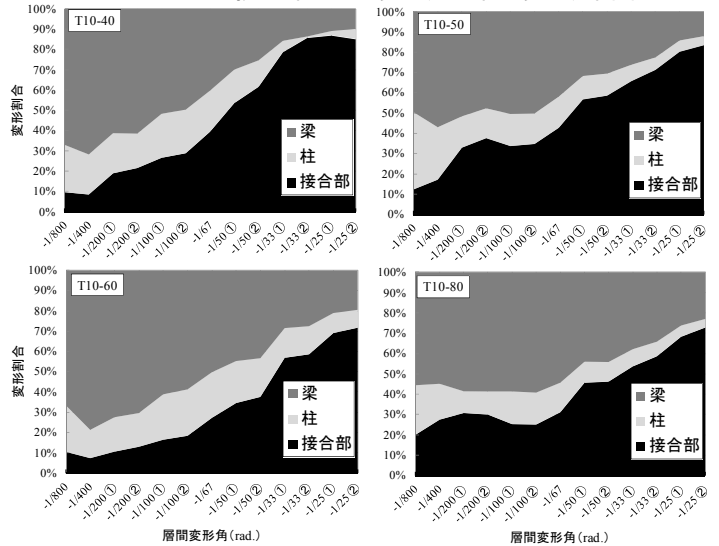


図-11 部材変形割合

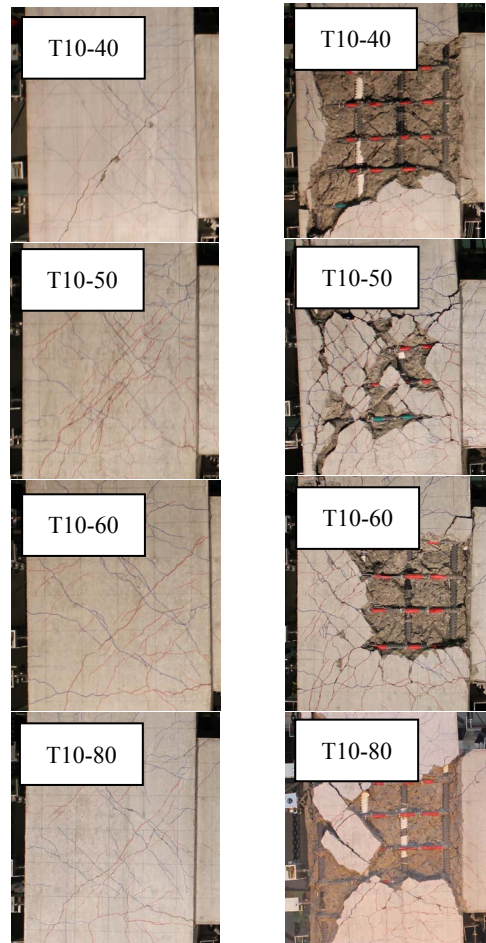


写真-1 -1/50rad.時破壊状況 (左)

写真-2 最終破壊状況 (右)

4. 接合部の変形機構と耐力性状

4.1 接合部の破壊メカニズム

図-12 に本実験における負荷荷時接合部の変形概念図を示す。本実験では図-12 においてひび割れ(a)が梁主筋に沿って伸び、ひび割れ(b)は梁が付いていない柱側面から接合部中央に拡大するという変形機構が確認された。これは図-14 に示す接合部横補強筋の歪分布（以下歪計測位置は図-13 に示す）からも確認でき、ひび割れが大きく開いている箇所と鉄筋の歪の分布が概ね一致している。また、図-15 に示す柱主筋の歪分布から梁側の下柱主筋の引張り歪が最も早期に増大し、その後柱中断筋の歪が増大していることが確認でき、前述した変形機構と合致する。なお、梁主筋は1/25rad.または1/33rad.サイクルで降伏した。この変形機構は文献⁷⁾のト形柱梁接合部の変形機構とも一致し、本実験試験体が接合部降伏していると再確認できる。

4.2 接合部降伏耐力計算値と実験値との比較

表-5 に梁曲げ降伏耐力計算値 Q_{cmub} 、接合部降伏耐力計算値 Q_{cmuj} 及び最大耐力実験値 Q_{max} の関係を示す。なお、接合部降伏耐力計算値 Q_{cmuj} は下式(3)により算出した。

$$Q_{cmuj} = Q_{cmub} \cdot \beta_j \quad (3)$$

ただし、 $\beta_j < 1.0$ とし $\beta_j \geq 1.0$ の場合は、 $\beta_j = 1.0$ として Q_{cmuj} を算出する。また、本節では最大耐力実験値が梁曲げ降伏耐力計算値に達しなかった負側において検討を進める。

表-5 より T10-40 試験体は β_j による強度低減後においても10%程度の差が見られた。他の試験体においては実験値が下回る結果であった。ここで、図-13 を見ると接合部横補強筋は引張側の梁主筋に近いものが早期に降伏し、接合部中央付近の補強筋は最大耐力に達するまでほとんど降伏強度に達していないことがわかる。よって、接合部横補強筋の位置や間隔も架構の耐力評価に影響を与えていると考えている。そこで、接合部中央付近の補強筋は耐力への寄与分が少なくと考え、式(2)を活用させて頂き、式(4)に示すように第4項のみを低減させて再計算を行った。

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\sum A_{fy1}}{b \cdot D_s \cdot F_c} + \frac{1}{4} \left(\frac{\pm M_{u1} + M_{u2}}{M_w} \zeta - 1 \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\sum A_{fy1} f_{y1}}{A_s f_y} + \frac{\sum A_{fy2} f_{y2}}{A_s f_y} \right) \right\} \zeta \quad (4)$$

ここで A_{fy1} 及び f_{y1} はそれぞれ最も梁主筋側の接合部横補強筋の断面積と降伏点であり、 A_{fy2} 及び f_{y2} はそれ以外（接合部中央付近）の接合部横補強筋の断面積と降伏点である。表-6 に耐力を再計算した結果を示す。表-5 及び表-6 より耐力を再計算すると実験値と計算値の差異は1~5%程度となった。本実験結果から、接合部横補強筋の位置や間隔が耐力評価の検討材料と

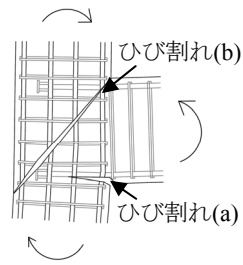


図-12 負荷荷時接合部変形概念図

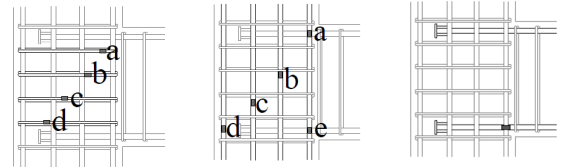


図-13 歪計測位置（左から横補強筋、柱主筋、梁主筋）

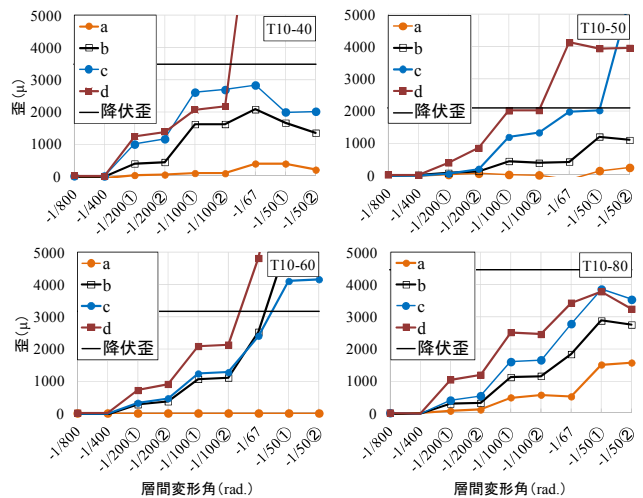


図-14 接合部横補強筋歪挙動

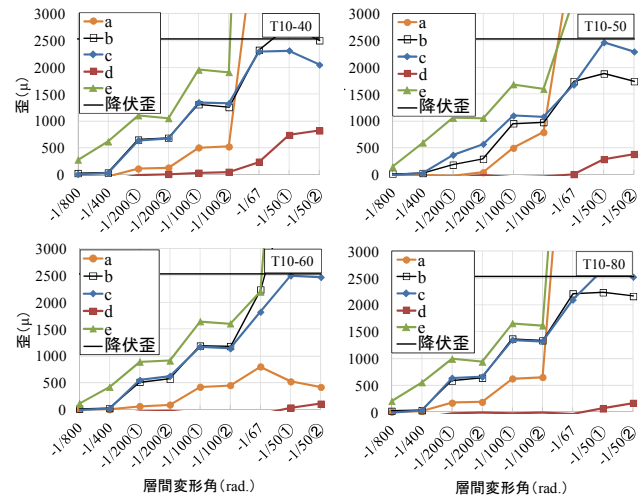


図-15 柱主筋歪挙動

表-5 実験値と計算値の比較 (1)

試験体	Q_{cmub} (kN)	Q_{cmuj} (kN)	Q_{max} (kN)	Q_{max}/Q_{cmub}	Q_{max}/Q_{cmuj}	β_j
T10-40	-276.6	-261.3	-235.7	0.85	0.90	0.94
T10-50	-276.7	-	-242.6	0.88	-	1.02
T10-60	-276.4	-	-259.9	0.94	-	1.06
T10-80	-277.0	-	-260.5	0.94	-	1.12

表-6 実験値と計算値の比較 (2)

試験体	負荷荷時			β_j'
	Q_{cmuj} (kN)	Q_{max} (kN)	Q_{max}/Q_{cmuj}	
T10-40	-249.0	-235.7	0.95	0.90
T10-50	-264.9	-242.6	0.92	0.96
T10-60	-273.2	-259.9	0.95	0.99
T10-80	-277.0	-260.5	0.94	1.03

なり得ることが示唆されたが、今後より具体的な検討を加え適切な耐力評価を目指す必要があると思われる。

5. 既往研究との比較

図-16に図-2の既往の実験データに本実験結果を併せて示す。本実験により柱梁曲げ耐力比 1.0 程度の実験結果を補填するとともに、接合部補強比が架構の耐力に寄与していることが再確認できる。また、図-17に接合部補強比と最大耐力（実験値と梁曲げ終局時の計算値）の関係を示す。図中の既往の実験データは表-7に示す文献リストから抜粋した。

図-17より既往の実験結果も含め接合部補強比が大きくなると耐力の実験値が計算値を超える傾向にあることがわかる。また、既往の実験²⁾より柱梁曲げ耐力比が小さいほど接合部補強比の増大を要することが分かっているが、本実験においては負側において接合部補強比の増大だけでは実験値が計算値を上回ることがなかった。

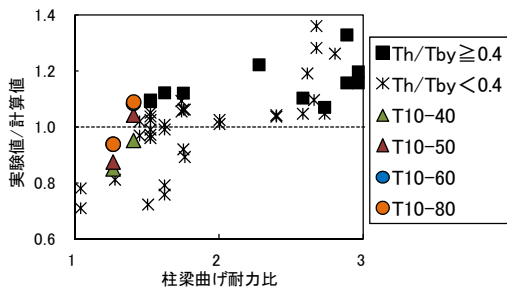


図-16 柱梁曲げ耐力比と実験値/計算値の関係

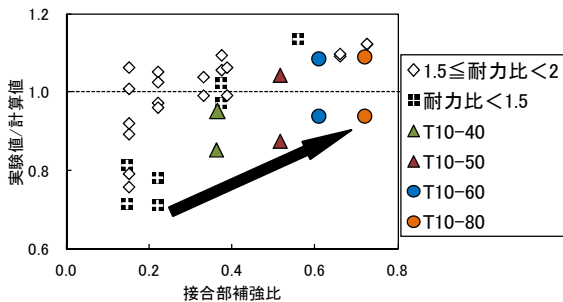


図-17 接合部補強比と実験値/計算値の関係

表-7 論文リスト

著者	媒体	年	pp.
今井弘, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1999年	531/536
田才晃, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2000年	857/860
清原俊彦, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2004年	27/34
宮崎史, 他	コンクリート工学年次論文報告集	1994年	717/722
藤達也, 他	コンクリート工学年次論文報告集	1996年	977/982
奥田明久, 他	コンクリート工学年次論文報告集	1996年	971/976
中西三和, 他	コンクリート工学年次論文報告集	1998年	679/682
小森淳, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1996年	679/682
岸田隆, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1978年	1683/1684
村井和雄, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1994年	683/686
林和也, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1997年	385/386
今核武晴, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1998年	541/544
塩川真, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1998年	551/552
川崎清彦, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1995年	67/68
坂田博史	AIJ大会学術講演梗概集	1995年	45/46
永井智之	AIJ大会学術講演梗概集	1997年	371/374
小倉弘一郎, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1988年	459/460
竹内博幸, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2001年	111/114
今西達也, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2006年	23/24
足立将人, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2007年	633/634
益尾深, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2007年	649/650
塩原等, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2010年	391/400
野崎博, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2011年	533/536
西村英一郎, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2013年	741/744

6. まとめ

接合部補強比が柱梁曲げ耐力比 1.0 程度の接合部架構の耐力性状や破壊性状に及ぼす影響について静的加力実験から比較・検討し、以下の知見を得た。

- 1) 接合部補強比の増大によって架構の耐力上昇が確認され、柱梁曲げ耐力比 1.4 程度では実験値が計算値に達した。
- 2) 接合部補強比の増大は接合部の変形及び損傷抑制にも有効であったが、本実験では接合部補強比 0.6 程度に補強効果の限界が確認された。
- 3) 接合部補強比の増大の方法として接合部横補強筋の径や強度を増大することが考えられるが、それらの違いにより接合部の変形及び損傷抑制効果に違いが生じることが確認された。

謝辞

本研究は、(財)日本建築防災協会の「機械式定着工法研究委員会」の研究の一部として実施したもので、実験の計画・設計・実施に際しては、東京鉄鋼(株)及び(株)堀江建築工学研究所より、技術資料・材料等の提供を受けた。ここに記して関係各位に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 楠原文雄, 塩原等, 他: 柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 656 号, pp.1873-1882, 2010
- 2) 太田哲朗, 前田匡樹, 他: RC 造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす横補強筋及び軸力の影響, 日本建築学術講演梗概集, pp.361-366, 2014
- 3) 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部における接合部降伏の終局強度の実用的算定法, 日本建築学術講演梗概集, pp.389-390, 2014
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造の設計, 2002
- 5) 楠原文雄, 塩原等: 柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 693 号, pp.1939-1946, 2013
- 6) 足立智弘, 西村英一郎, 他: 柱梁接合部降伏が生じる懸念のある RC ト形柱梁接合部における機械式定着性状に関する実験的研究, 日本建築学術講演梗概集, pp.743-746, 2013
- 7) 楠原文雄, 塩原等: 鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の終局モーメント算定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 693 号, pp.1949-1958, 2013